

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pengertian Jembatan

Pengertian dari jembatan yaitu, penghubung antara wilayah satu dengan wilayah lainnya yang diputus oleh zona seperti sungai, jurang, rel kereta api dan lain sebagainya, sehingga wilayah yang awalnya terisolir maka dapat dicapai dan membawa keuntungan bagi wilayah tersebut.

2.1.1 Perkembangan Jembatan

Jembatan adalah salah satu instrument pembangunan yang tertua didalam peradaban manusia. Pada era lampau, jembatan awalnya digunakan untuk menyeberangi sungai yang kecil dan terbuat dari batang-batang pohon atau balok-balok kayu yang cukup besar dan kuat. Degrand, memberikan pernyataan bahwa jembatan yang berada di sungai Nil merupakan jembatan yang dibangun pertama kali dan pada saat itu berada dibawah pemerintahan raja dari mesir, yaitu Raja Manes (2650 M). Kemudian, Diadorns Siculus menyusun sebuah skripsi mengenai jembatan yang terbuat dari kayu dan dibangun oleh Ratu Babilonis yang bernama Ratu Semirawis. Jembatan ini melintasi sungai Ethrat pada tahun 783 SM. Jembatan tersebut terbuat dari kayu yang bertumpu pada pilar-pilar yang terbuat dari batu.

Selain jembatan-jembatan tersebut, pada zaman perang terdapat jembatan yang berfungsi untuk para tentara melintasi sebuah sungai disebut sebagai jembatan terapung. Jembatan terapung ini dibangun oleh Raja Alexander dan Cyprus pada tahun 556 SM.

Material kayu yang cukup melimpah dan mudah ditemukan merupakan penyebab dari penggunaan kayu pada jembatan dalam waktu yang cukup lama. Selain itu, mudahnya pelaksanaan pembangunan juga merupakan alasan mengapa kayu digunakam dalam waktu yang cukup lama sebagai material pembangunan

jembatan. Kemudian, jembatan-jembatan primitif tersebut mulai dilakukan pengembangan oleh bangsa China, Indian, Romawi dan Yunani. Jembatan berkembang semakin maju, dikarenakan ditemukannya berbagai material baru seperti kayu atau batu digabung dengan besi.

Pada era jembatan baja dan besi, konstruksi jembatan yang dibangun untuk pertama kalinya masih menirukan konstruksi jembatan batu. Jembatan Coalbrookdale merupakan jembatan besi yang dibangun pertama kali di Inggris pada tahun 1776. Jembatan ini dibangun dengan berbentuk setengah lingkaran.

Di pertengahan zaman, jembatan besi dibangun terutama untuk jembatan jalan raya dan masih menggunakan prinsip-prinsip bentuk lengkung (*arch bridge*). Jembatan yang dibangun masih tetap memakai bentuk lengkung murni walaupun menggunakan sistem kantilever seperti pada jembatan *Quebec* di Kanada dan *Fifth of Forth* di Skotlandia.

Selain era jembatan baja dan besi tersebut, terdapat era-era jembatan yang lain seperti era jembatan gantung, jembatan cable-stayed, dan jembatan beton yang terdiri dari jembatan beton bertulang dan jembatan beton prategang.

2.1.2 Bentuk dan Tipe Jembatan

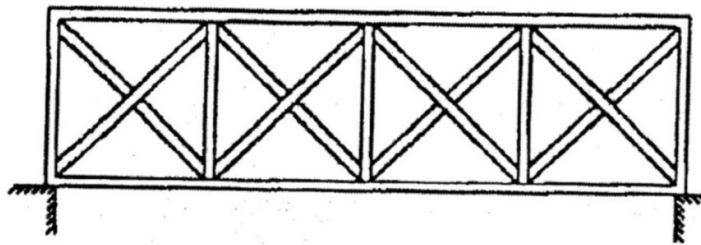
Kemajuan peradaban manusia sejalan dengan kemajuan teknologi dan pengetahuan dalam bidang jembatan. Berdasarkan penjelasan mengenai perkembangan jembatan diatas, maka berikut ini beberapa uraian mengenai perkembangan bentuk dari struktur jembatan :

a. Jembatan Lengkung – Batu (*Stone Arch Bridge*)

Jembatan lengkung (*Arch Bridge*) atau bisa juga disebut jembatan busur yang terbuat dari material batu, sudah ditemukan pada zaman dahulu di era Babylonia. Pada zaman sekarang, untuk tipe jembatan lengkung dari bahan batu ini sudah ditinggalkan dan hanya tinggal sejarah.

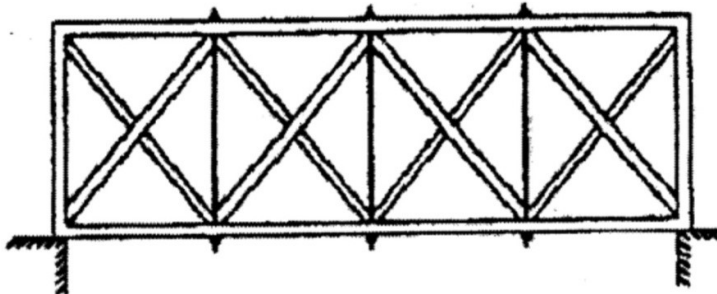
b. Jembatan Rangka (*Truss Bridge*)

Jembatan rangka (*Truss Bridge*) bisa terbuat dari material logam atau kayu. Jembatan rangka yang berbahan dari kayu memiliki sifat yang terbatas, yaitu hanya dapat mendukung beban yang tidak terlalu besar. Kemudian, jembatan rangka berkembang menjadi tipe jembatan rangka dari bahan baja dan memiliki berbagai macam bentuk yaitu:



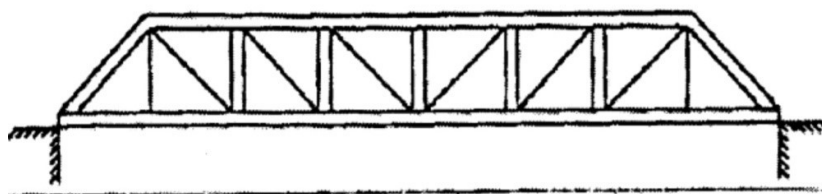
Gambar 2.1 Jembatan rangka baja tipe *King-Post*

(Sumber : Jembatan, Dr. Ir. Bambang Supriyadi, CES., DEA dan Agus Setyo Muntohar, ST.)



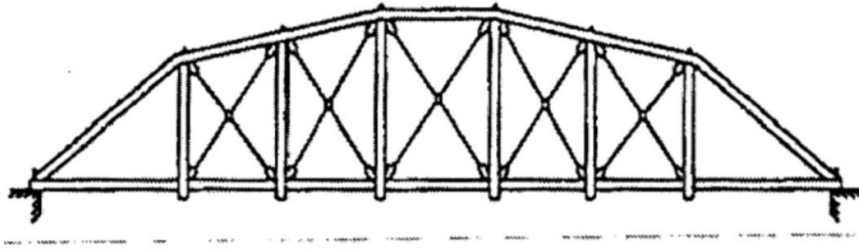
Gambar 2.2 Jembatan rangka baja tipe *Howe*

(Sumber : Jembatan, Dr. Ir. Bambang Supriyadi, CES., DEA dan Agus Setyo Muntohar, ST.)



Gambar 2.3 Jembatan rangka baja tipe *Pratt*

(Sumber : Jembatan, Dr. Ir. Bambang Supriyadi, CES., DEA dan Agus Setyo Muntohar, ST.)



Gambar 2.4 Jembatan rangka baja tipe *Arch*

(Sumber : Jembatan, Dr. Ir. Bambang Supriyadi, CES., DEA dan Agus Setyo Muntohar, ST.)

c. Jembatan Gantung (*suspension Bridge*)

Semakin maju teknologi, semakin banyak pula tuntutan kebutuhan manusia terhadap transportasi. Maka dari itu, dengan memanfaatkan kabel-kabel baja manusia mengembangkan jembatan tipe gantung. Jembatan bertipe gantung paling banyak digunakan pada jembatan yang memiliki bentang panjang. Jembatan gantung terdiri dari batang penggantung (*hanger*) yang terbuat dari kabel baja, pelengkung penggantung dan bagian yang lurus berfungsi untuk mendukung lalu lintas.

d. Jembatan Beton (*Concrete Bridge*)

Dengan semakin majunya teknologi beton, dimungkinkan untuk mendapatkan bentuk penampang beton yang berbagai macam. Terlebih lagi dalam kenyataan saat ini jembatan beton tidak hanya berupa beton bertulang konvensional saja, melainkan sudah berkembang menjadi jembatan prategang.

e. Jembatan Haubans (*Cable Stayed*)

Jembatan haubans atau *Cable Stayed* memiliki kelebihan yaitu penggabungan dari kabel dan dek beton prategang. Pada gelagar utama, untuk jembatan *cable stayed* umumnya menggunakan gelagar rangka, baja, beton atau beton pratekan (Zarkasi dan Rosliansjah, 1995). Penetapan bahan untuk gelagar

bergantung dari metode pelaksanaannya, kemudian harga konstruksi dan ketersediaan bahan. Standar penilaian tersebut tidak hanya bergantung pada perhitungan semata melainkan estetika dan masalah ekonomi yang lebih berpengaruh. Pada masa sekarang kecenderungan ialah menggunakan gelagar beton, *prefabricated (pre cast)* atau *cast in situ*.

2.1.3 Klasifikasi Jembatan

Berikut ini merupakan klasifikasi jembatan yang terbagi menjadi 3 hal, yaitu klasifikasi menurut kegunaannya, klasifikasi menurut jenis material kayu, klasifikasi menurut letak lantai jembatan, dan klasifikasi menurut bentuk struktur.

a. Klasifikasi menurut kegunaannya :

- ❖ Jembatan Jalan Raya
- ❖ Jembatan Penyeberangan
- ❖ Jembatan Kereta Api
- ❖ Jembatan Militer
- ❖ Jembatan Jalan Pipa
- ❖ Jembatan Jalan Air

b. Klasifikasi menurut jenis material kayu :

- ❖ Jembatan baja
- ❖ Jembatan kayu
- ❖ Jembatan beton
- ❖ Beton bertulang
- ❖ Beton pratekan

c. Klasifikasi menurut letak lantai jembatan :

- ❖ Jembatan lantai kendaraan di atas
- ❖ Jembatan lantai kendaraan di tengah
- ❖ Jembatan lantai di bawah
- ❖ Jembatan lantai kendaraan di atas dan di bawah (*double deck bridge*)

d. Klasifikasi menurut letak lantai jembatan :

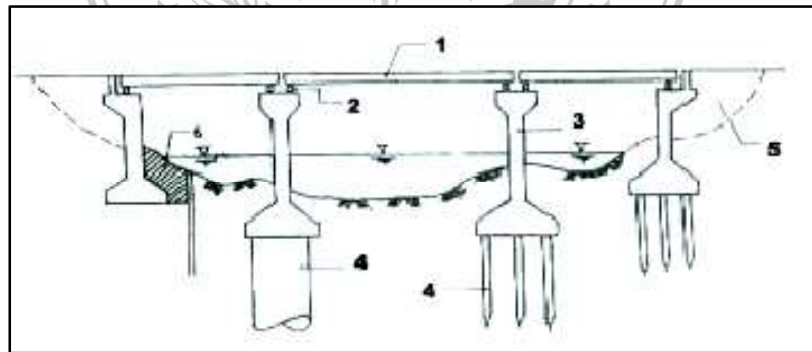
- ❖ Jembatan gelagar (*girder bridge*)
- ❖ Jembatan lantai kendaraan di tengah
- ❖ Jembatan lantai di bawah
- ❖ Jembatan lantai kendaraan di atas dan di bawah (*double deck bridge*)

e. Klasifikasi menurut bentuk struktur :

- ❖ Jembatan gantung (*suspension bridge*)
- ❖ Jembatan rangka (*truss bridge*)
- ❖ Jembatan jembatan pelengkung atau busur (*arch bridge*)
- ❖ Jembatan jembatan gelagar (*girder bridge*)
- ❖ Jembatan kabel (*cable stayed bridge*)
- ❖ Jembatan portal (*rigid frame bridge*)

2.1.4 Bagian-Bagian Jembatan

Secara umum bagian-bagian jembatan terbagi menjadi 6 bagian yang diuraikan sebagai berikut:



Gambar 2.5 Bagian-bagian jembatan

(Sumber : SNI 1725:2016 :41)

1. Bangunan Atas (*Super structure*)

Bangunan atas jembatan merupakan suatu susunan bangunan yang terletak di bagian atas suatu jembatan. Kemudian, bangunan atas jembatan memiliki fungsi sebagai penerima beban-beban yang dapat ditimbulkan oleh pejalan kaki, kendaraan, dan lain sebagainya. Setelah itu, bagian atas jembatan menyalurkannya pada bangunan bawah jembatan. Bagian-bagian bawah jembatan terdiri dari:

- a) Gelagar utama
- b) Gelagar memanjang
- c) Gelagar melintang
- d) Ikatan Angin
- e) Sandaran lantai kendaraan

2. Landasan

Landasan merupakan bagian ujung bawah dari bangunan atas jembatan yang mempunyai fungsi yaitu meneruskan gaya-gaya reaksi dari bangunan atas kepada bangunan bawah. Berdasarkan fungsi tersebut, landasan terbagi menjadi 2 macam, yaitu:

- a) Landasan bergerak (*movable bearing*)
- b) Landasan tetap mati atau sendi (*Fixed bearing*)

3. Bangunan Bawah

Bangunan bawah pada umumnya merupakan susunan bangunan yang terletak dibagian bawah bangunan atas suatu jembatan dan berfungsi untuk menanggung beban-beban yang berasal dari bangunan atas yang kemudian disalurkan ke pondasi, selanjutnya akan disalurkan ke tanah oleh pondasi. Berikut ini yang merupakan bagian dari bangunan bawah:

- a) Pilar (*Pier*)
- b) Kepala jembatan (*abutment*)

4. Pondasi

Pondasi memiliki fungsi yaitu sebagai penerima beban-beban dari bangunan bawah dan kemudian menyalurkannya ke tanah. Pondasi dapat dibagi menjadi 3, yaitu:

- a) Pondasi Tiang Pancang
- b) Pondasi Langsung
- c) Pondasi Sumuran

5. Oprit

Oprit berupa timbunan tanah yang terletak dibelakang *abutment*. Untuk menghindari terjadinya penurunan (*settlement*) yang mengakibatkan terganggunya pengendara, maka timbunan tanah harus dibuat sepadat mungkin. Penurunan menyebabkan kerusakan ekspansi join yaitu bidang pertemuan antara bangunan atas dan *abutment*. Maka dari itu, memaksimalkan pemadatan harus dilakukan dan diatasnya di beri plat injak dibelakang *abutment*.

6. Bangunan Pengaman

Bangunan pengaman merupakan salah satu bagian jembatan yang memiliki fungsi sebagai pengaman terhadap pengaruh sungai yang bersangkutan baik secara langsung maupun tidak langsung.

2.2 Pembebanan Jembatan

Tugas akhir ini menggunakan pedoman Standar Nasional Indonesia SNI 1725:2016 untuk menentukan tegangan-tegangan yang bekerja pada bagian jembatan. Berdasarkan SNI 1725:2016, dalam perencanaan jembatan harus

diperhitungkan beban permanen dan beban transien. Berikut ini merupakan kelompok pembebanan dan simbol untuk beban:

a. Beban Permanen

- MS merupakan beban mati komponen struktural dan non struktural pada jembatan
- MA merupakan beban mati perkerasan dan utilitas
- TA merupakan suatu gaya horizontal akibat dari tekanan tanah
- PL merupakan gaya-gaya yang terjadi pada struktur jembatan yang disebabkan oleh proses pelaksanaan, termasuk semua gaya yang terjadi akibat perubahan statika yang terjadi pada konstruksi segmental
- PR merupakan prategang

b. Beban Transien

- SH merupakan gaya akibat dari susut atau rangkai
- TB merupakan suatu gaya yang diakibatkan oleh rem
- TR merupakan gaya akibat dari sentrifugal
- TC merupakan gaya akibat tumbukan kendaraan
- TV merupakan pengertian dari gaya akibat tumbukan kapal
- EQ merupakan gaya gempa
- BF merupakan gaya Friksi
- TD merupakan beban dari lajur “D”
- TT merupakan beban dari truk “T”
- TP merupakan beban pejalan kaki
- SE merupakan beban akibat penurunan
- ET merupakan gaya akibat temperatur gradien
- EU_n merupakan gaya akibat temperatur seragam
- EF merupakan gaya apung
- EW_s merupakan beban angin pada struktur
- EW_L merupakan beban angin pada kendaraan
- EU merupakan beban arus dan hanyutan

Berdasarkan SNI 1725:2016:9 faktor beban bagi setiap beban kombinasi pembebanan harus diambil seperti yang ditentukan dalam tabel 2.1. Perencana harus menganalisis bagian parsial dari kombinasi pembebanan yang bisa terjadi perlu diinvestigasi dimana setiap beban yang diindikasikan untuk diperhitungkan dalam kombinasi pembebanan harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.

Agar menghasilkan kondisi yang ekstrem, maka faktor beban perlu dipilih sesuai dengan ketentuan. Hal tersebut diakibatkan oleh beban yang bekerja. Dalam setiap kombinasi pembebanan perlu dilakukan penyelidikan terhadap kondisi ekstrem maksimum dan kondisi ekstrem minimum. Kemudian, bagi kombinasi pembebanan jika efek dari salah satu gaya mengurangi efek gaya yang lain, maka harus digunakan faktor beban berkurang untuk gaya yang mengurangi tersebut. Sedangkan beban permanen, perlu dilakukan pemilihan terhadap faktor beban yang menghasilkan kombinasi dari pembebanan kritis. Apabila pengaruh dari beban permanen adalah dilakukannya peningkatan terhadap komponen atau stabilitas jembatan, maka perencana perlu memperhitungkan akibat dari faktor beban berkurang (minimum).

Terdapat dua faktor beban untuk beban akibat dari temperatur seragam (EU_n). Nilai terkecil dipakai untuk menghitung semua efek lainnya, sedangkan nilai yang terbesar dipakai untuk menghitung deformasi. Dalam keadaan batas kekuatan, perencana dapat menggunakan $\gamma_{EU_n} = 0,50$ asalkan dalam melakukan perhitungan menggunakan momen inersia bruto guna menghitung terhadap kekakuan kolom. Apabila dilakukan analisis secara lebih rinci yang mana perhitungan dilakukan dengan menggunakan momen inersia penampang retak yang didapatkan dari hasil analisis untuk menghitung kekakuan kolom atau pilar oleh perencana, maka untuk keadaan batas kekuatan perencana menggunakan $\gamma_{EU_n} = 1,00$. Apabila seorang perencana menggunakan momen inersia bruto pada saat melakukan perhitungan pada kekakuan kolom atau pilar yang memakai struktur beton, maka untuk keadaan batas kekuatan perencana dapat memakai faktor beban 0,50 untuk γ_{PR} dan γ_{SH} ketika menghitung pengaruh masing-

masing gaya pada jembatan yang berupa jembatan non-segmental. Untuk faktor beban 1,00 untuk γ_{EU_n} , γ_{PR} dan γ_{SH} digunakan pada saat kolom atau pilar menggunakan struktur baja.

Faktor beban untuk beban gradien temperatur (γ_{TG}) ditentukan berdasarkan kondisi pekerjaan. Apabila tidak ada hal yang dapat menyebabkan perubahan nilai, maka γ_{TG} dapat diambil sebagai berikut:

- 0,00 : untuk keadaan batas kekuatan dan keadaan batas ekstrim.
- 1,00 : untuk keadaan batas daya layan dimana beban hidup tidak ada.
- 0,50 : pada keadaan batas daya layan dimana beban hidup bekerja.

Faktor beban untuk beban yang diakibatkan oleh penurunan (γ_{SE}) dapat ditentukan dari kondisi proyek. Penurunan (γ_{SE}) dapat diambil sebesar 1,0 apabila tidak ada suatu hal yang dapat menyebabkan perubahan nilai. Untuk kombinasi suatu pembebanan yang memperhitungkan penurunan pada pondasi juga perlu memperhitungkan kondisi apabila penurunan tersebut tidak terjadi. Kombinasi suatu pembebanan perlu diselidiki pada keadaan batas daya layan, kombinasi pembebanan ini untuk jembatan yang dibangun secara segmenta. Kemudian, kombinasi pembebanan tersebut merupakan kombinasi antara beban mati tambahan (MA), beban arus dan hanyutan (EU), prategag (PR), susut (SH), beban mati (MS), tekanan tanah (TA), dan gaya akibat pelaksanaan (PL).

Tabel 2.1 Kombinasi beban dan faktor beban

Kondisi Batas	MS	TT	EU	EWS	EWL	BF	EUn	TG	ES	Gunakan Salah Satu		
	MA	TD								EQ	TC	TV
	TA	TB										
	PR	TR										
	PL	TP										
	SH											
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	1,00	1,00
Daya layan I	γ_p	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan II	γ_p	1,30	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Daya layan III	γ_p	0,80	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan IV	γ_p	-	1,00	0,70	-	1,00	0,50/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	γ_p	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Sumber : SNI 1725:2016 :41

- Catatan :
- γ_p dapat berupa γ_{MS} , γ_{MA} , γ_{TA} , γ_{PR} , γ_{PL} , γ_{SH} tergantung beban yang ditinjau
 - γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

Faktor beban hidup kondisi gempa (γ_{EQ}) untuk beban hidup atas keadaan batas ekstrem I perlu ditentukan berdasarkan kondisi spesifik jembatan. Berikut ini merupakan pedoman yang dapat digunakan untuk faktor γ_{EQ} :

$$\gamma_{EQ} = 0 \text{ (Jembatan standar)}$$

$$\gamma_{EQ} = 0,3 \text{ (Jembatan penting)}$$

$$\gamma_{EQ} = 0,5 \text{ (Jembatan sangat penting)}$$

2.2.1 Beban Permanen

2.2.1.1 Umum

Dimensi yang diperoleh dari dalam gambar dan berat dari jenis bahan yang pakai dijadikan sebagai patokan untuk menghitung massa dari setiap bangunan. Berat bagian-bagian dari konstruksi tersebut merupakan massa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g). Percepatan gravitasi (g) yang dipakai dalam standar ini adalah $9,81 \text{ m/detik}^2$. Uraian besarnya berat isi dan kerapatan massa untuk berbagai macam bahan dapat dilihat pada tabel 2.2.

Untuk mengatasi perihal pemilihan kerapatan massa yang besar hanya aman pada suatu keadaan batas saja, maka digunakan faktor beban berkurang. Akan tetapi apabila kerapatan suatu massa berasal dari suatu deretan nilai, dan nilai yang sesungguhnya tidak dapat ditentukan dengan benar atau tepat, maka dari itu seorang perencana harus memilih diantara nilai tersebut yang memberikan keadaan yang paling kritis.

Sekumpulan berat dari setiap bagian struktural dan non-struktural pada jembatan merupakan pengertian dari beban mati suatu jembatan. Pada saat mengaplikasikan faktor beban normal dan berkurang, setiap bagian perlu dianggap sebagai suatu kesatuan aksi yang tidak dapat terpisahkan.

Tabel 2.2 Berat isi untuk beban mati

No.	Bahan	Berat Isi (kN/m ³)	Kerapatan Massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surfaces</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,0	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton $f_c < 35$ Mpa	22,0-25,0	2320
	$35 < f_c < 105$ Mpa	$22+0,022 f_c$	$2240+2,29 f_c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

Sumber : SNI 1725:2016 :41

2.2.1.2 Beban Sendiri (MS)

Beban sendiri merupakan berat dari bagian struktur itu sendiri dan komponen-komponen struktural lain yang dipikulnya. Begitu pula dengan berat dari bahan dan bagian jembatan yang merupakan komponen struktural, ditambah dengan komponen non struktural yang dianggap tetap. Berikut ini merupakan tabel dari faktor beban untuk berat sendiri :

Tabel 2.3 Faktor beban untuk berat sendiri

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^s)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^s)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton Pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor ditempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

Sumber : SNI 1725:2016 :14

2.2.1.3 Beban Mati Tambahan/Utilitas (M_A)

Beban mati tambahan merupakan keseluruhan berat bahan yang membentuk beban jembatan yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya bisa berganti selama umur jembatan. Dengan persetujuan dari pihak/instansi yang berwenang, nilai faktor beban mati tambahan yang berbeda dengan ketentuan pada tabel 2.4 faktor beban untuk beban mati tambahan boleh digunakan. Hal seperti ini bisa dilakukan apabila pihak/instansi tersebut mengawasi beban mati tambahan pada jembatan, sehingga tidak lebih dari umur jembatan.

Tabel 2.4 Faktor beban untuk beban mati tambahan

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MA})			
	Keadaan batas Layan (γ_{MA}^s)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MA}^s)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80
Catatan : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

Sumber : SNI 1725:2016 :14

2.2.1.4 Beban akibat tekanan tanah (TA)

Untuk menghitung koefisien dari tekanan tanah nominal harus berdasarkan sifat-sifat tanah. Sifat-sifat tanah yang terdiri dari kepadatan, kadar kelembaban, kohesi sudut geser dalam dan lain sebagainya didapatkan dari hasil pengujian dan pengukuran tanah baik di laboratorium maupun lapangan. Karakteristik tanah dapat ditentukan sesuai dengan ketentuan apabila tidak diperolehnya data yang cukup. Tekanan tanah lateral memiliki hubungan yang tidak linier dengan sifat-sifat bahan tanah dan pada keadaan batas daya layan dihitung berdasarkan nilai nominal dari $\gamma_{s,c}$ dan ϕ_f .

Pada keadaan batas kekuatan, tekanan tanah lateral dapat dihitung dengan menggunakan nilai nominal dari γ_s dan nilai rencana dari c serta ϕ_f . Nilai-nilai rencana dari c serta ϕ_f didapat dari nilai nominal dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan. Selanjutnya, tekanan tanah lateral yang didapat masih berupa

nilai nominal. Setelah itu harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai seperti yang tertera pada tabel 2.5.

Tabel 2.5 Faktor beban akibat tekanan tanah

Tipe Beban	Faktor beban			
	Kondisi Batas Layan		Kondisi Batas Ultimit	
	Tekanan Tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,00	1,25	0,80
	tekanan tanah lateral			
	- Aktif	1,00	1,25	0,80
	- Pasif	1,00	1,40	0,70
	- Diam	1,00		(1)

Catatan ⁽¹⁾ : Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batas ultimit

Sumber : SNI 1725:2016 :14

2.2.2 Beban Lalu Lintas

Untuk perencanaan jembatan, beban lalu lintas terdiri dari dua, yaitu beban truk “T” dan beban lajur “D”. Beban truk “T” merupakan satu kendaraan berat yang memiliki tiga gandar yang terletak di beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana dan terdiri dari dua bidang kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat pada tiap gandar dan digunakan dalam lantai kendaraan.

Sedangkan, beban lajur “D” bekerja pada semua lebar jalur kendaraan yang menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah dari beban lajur yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri. Beban lajur digunakan sebagai beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang.

2.2.2.1 Beban Truk “T”

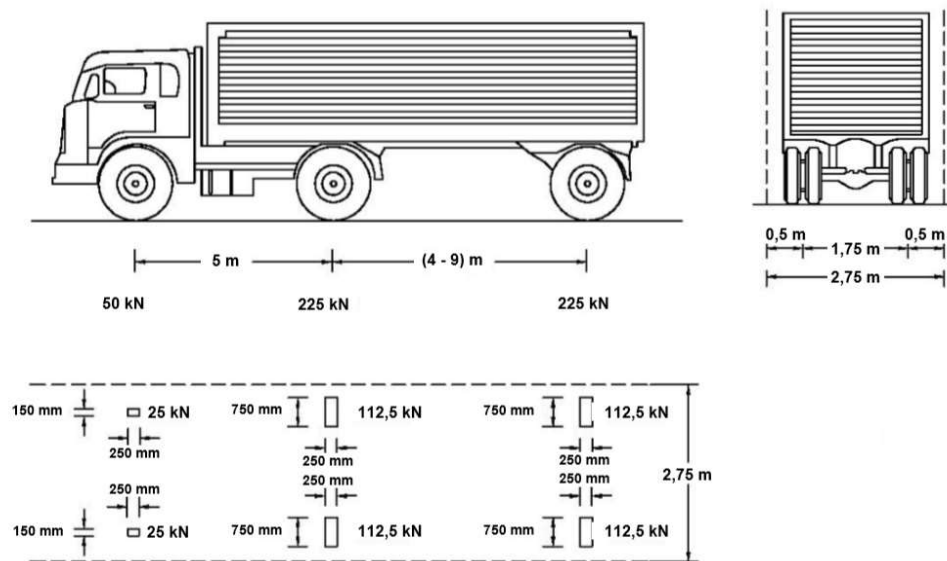
Pada per lajur lalu lintas rencana diterapkan hanya satu truk “T”. Beban truk bisa digunakan sebagai perhitungan struktur lantai. Kemudian faktor beban “T” seperti berikut.

Tabel 2.6 Faktor beban “T”

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban	
		Keadaan Batas Layan (γ^s_{TT})	Keadaan Batas Layan (γ^u_{TT})
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Sumber : SNI 1725:2016 :41

a. Besarnya pembebanan truk “T”



Gambar 2.6 Pembebanan truk “T”

(Sumber : SNI 1725:2016 :41)

Pembebanan truk “T” terdiri dari kendaraan truk *semi-trailer* yang memiliki susunan dan berat gandar seperti terlihat dalam gambar 2.6. Beban dari tiap gandar dibagi menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Untuk memperoleh pengaruh yang paling besar pada arah memanjang jembatan, jarak antara 2 gandar bisa diubah mulai dari 4,0 m sampai dengan 9,0 m.

b. Posisi dan penyebaran pembebanan truk “T” dalam arah melintang

Lazimnya hanya ada satu kendaraan truk “T” yang dapat ditempatkan pada satu lajur lalu lintas rencana. Sedangkan, bagi jembatan yang sangat panjang dapat ditempatkan lebih dari satu kendaraan truk “T” pada satu lajur lalu lintas rencana.

Seperti yang terlihat pada gambar 2.6, kendaraan truk “T” ditempatkan di tengah lajur lalu lintas rencana. Dalam tabel dapat dilihat jumlah maksimum lajur lalu lintas rencana, tetapi jumlah yang lebih kecil dapat digunakan dalam perencanaan apabila menghasilkan pengaruh yang lebih besar. Hanya jumlah lajur lalu lintas yang memiliki nilai bulat harus digunakan. Lajur lalu lintas rencana dapat ditempatkan dimana saja pada lajur jembatan.

2.2.2.2 Beban Lajur “D”

Beban lajur “D” merupakan penggabungan antara Beban Terbagi Rata (BTR) atau *Uniformly Distributed Load* (UDL) dan Beban Garis (BGT) atau *Knife Edge Load* (KEL). Faktor yang digunakan untuk beban lajur “D” adalah sebagai berikut.

Tabel 2.7 Faktor beban untuk beban lajur “D”

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban (γ_{TD})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TD}^s)	Keadaan Batas Layan (γ_{TD}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Sumber : SNI 1725:2016 :39

a. Intensitas beban Lajur “D”

Beban terbagi rata (BTR) atau *Uniformly Distributed Load* (UDL) mempunyai intensitas q kPa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L yaitu sebagai berikut :

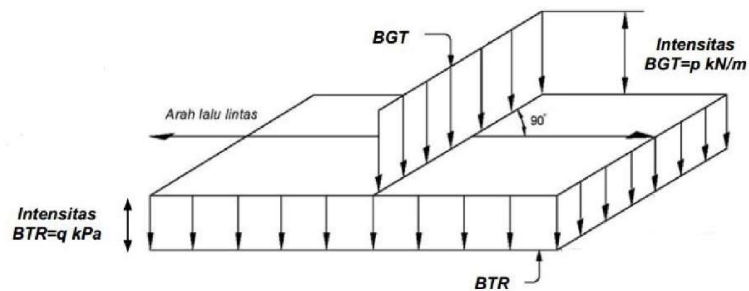
$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m : } q = 9,0 \text{ kPa} \quad (2.1)$$

$$\text{Jika } L > 30 \text{ m : } q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \quad (2.2)$$

Keterangan :

q = Intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

L = Panjang total jembatan yang dibebani (m)



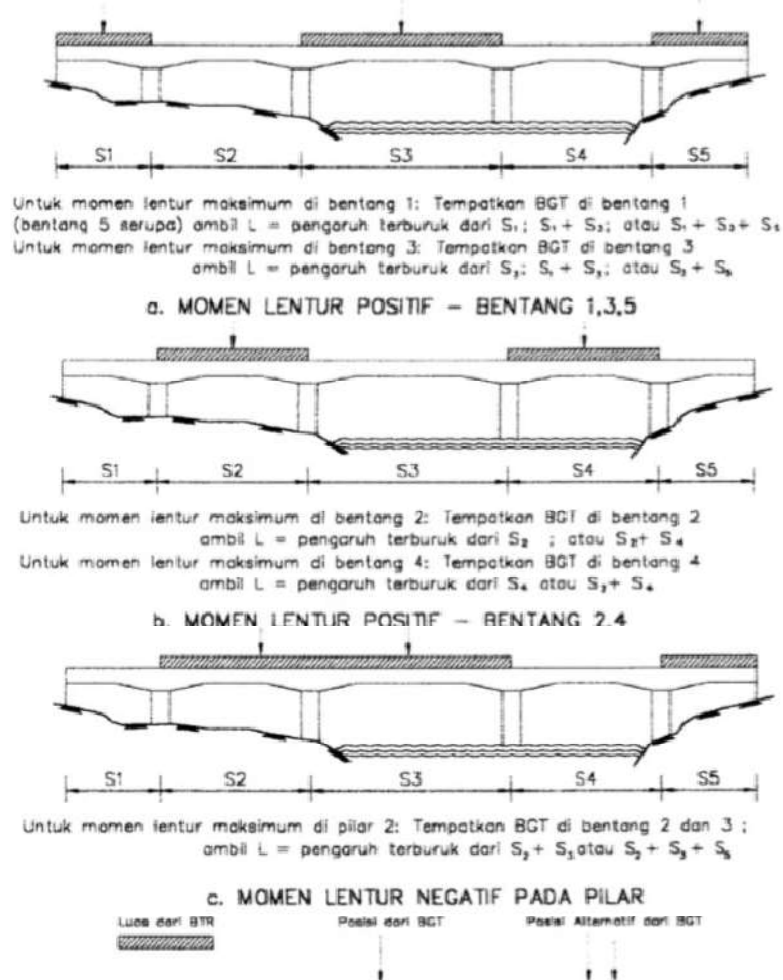
Gambar 2.7 Beban lajur “D”

(Sumber : SNI 1725:2016 :40)

Beban garis terpusat (BGT) atau *Knife Edge Load* (KEL) dengan p kN/m ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

b. Distribusi beban Lajur “D”

Beban Lajur “D” disusun sedemikian rupa pada arah melintang sehingga menimbulkan momen yang maksimum. Untuk alternatif penempatan arah memanjang dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 2.8 Alternatif penempatan beban “D” dalam arah memanjang

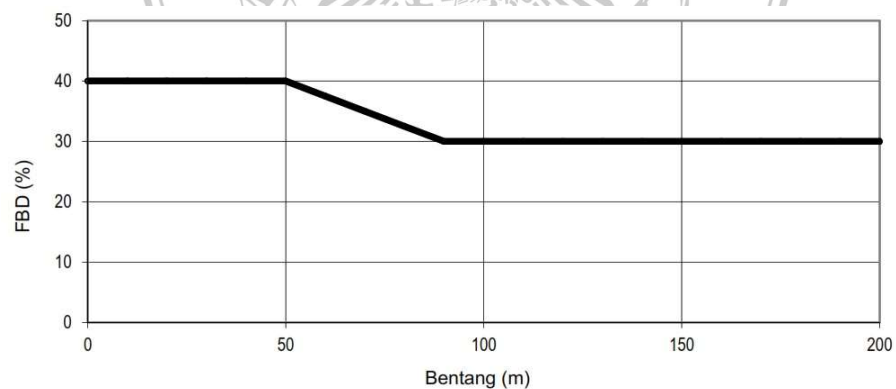
(Sumber : SNI 1725:2016 :40)

c. Respons terhadap beban lajur “D”

Penyaluran beban hidup pada arah melintang berfungsi untuk mendapatkan momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal tersebut dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur “D” tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai.

2.2.2.3 Faktor Beban Dinamis

Hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan merupakan pengertian dari faktor beban dinamis (FBD). Besarnya beban garis terpusat (BGT) yang terdapat pada beban roda dari pembebanan truk “T” dan pembebanan lajur “D” harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Besar dari nilai tambah dapat dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. Faktor beban dinamis diterapkan pada Keadaan batas daya layan dan beban ultimit.



Gambar 2.9 Beban lajur “D”

(Sumber : SNI 1725:2016 :40)

2.2.2.4 Beban Rem (TB)

Gaya rem harus diambil yang terbesar, yaitu 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR. Gaya rem ditempatkan pada seluruh lajur rencana. Gaya ini diasumsikan bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Apabila jembatan yang dikemudian hari akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara bersama-sama pada saat menghitung besar gaya rem.

2.2.2.5 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki (TP)

Seluruh bagian dari trotoar yang lebih lebar dari 600 mm direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan. Apabila trotoar mampu untuk dinaiki maka beban pejalan kaki tidak perlu dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan. Kemudian, jika ada kemungkinan trotoar beralih fungsi di kemudian hari menjadi lajur kendaraan, maka beban hidup kendaraan harus diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan komponen jembatan lainnya. Dalam hal ini, faktor beban dinamis tidak perlu dipertimbangkan.

2.2.3 Beban Lingkungan

2.2.3.1 Umum

Dalam perhitungan beban lingkungan, harus memasukkan pengaruh angin, temperatur, angin, gempa, banjir, dan penyebab-penyebab alamiah lainnya. Besarnya beban rencana dihitung berdasarkan analisis statistik dari kejadian-kejadian umum tanpa memperhitungkan hal khusus. Seorang perencana memiliki tanggung jawab untuk mengidentifikasi kejadian-kejadian khusus dan perlu memperhitungkan dalam perencanaan.

2.2.3.2 Beban Angin

Berdasarkan SNI 1725:2016 beban angin terbagi menjadi tiga yaitu :

a. Tekanan angin horizontal

Tekanan angin yang ditentukan, diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Beban angin diasumsikan tersalurkan secara menyeluruh pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas dari sistem lantai dan railing yang diambil tegak lurus terhadap angin, serta luas area dari keseluruhan komponen. Arah ini harus divariasikan untuk mendapatkan pengaruh yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau komponen-komponennya. Luasan yang tidak memberikan kontribusi dapat diabaikan dalam perencanaan.

Kemudian, kecepatan angin rencana V_{DZ} pada bagian jembatan yang memiliki elevasi lebih tinggi 10.000 mm diatas permukaan tanah atau permukaan air, dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_{DZ} = 2,5 V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad (2.3)$$

Keterangan :

V_{DZ} = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)

V_{10} = kecepatan angin pada elevasi 10000 mm diatas permukaan tanah atau diatas permukaan air rencana (km/jam)

V_B = kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm

Z = elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ($Z > 10000$ mm)

V_o = kecepatan gesekan angin

Z_o = panjang gesekan di hulu jembatan

Kemudian, untuk V_{10} didapatkan dari grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang, selain itu V_{10} juga bisa didapatkan dari survei angin pada lokasi jembatan. Akan tetapi, apabila tidak terdapat data yang lebih baik, maka perencana dapat mengasumsikan bahwa $V_{10} = V_B = 90 \text{ km/jam}$ s/d 126 km/jam .

Tabel 2.8 Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	25000

Sumber : SNI 1725:2016 :40

- Beban angin pada struktur (EW_s)

Apabila sudah disesuaikan dengan kondisi setempat, maka perencana bisa menggunakan kecepatan angin rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan yang mana kondisi dari beban angin yang bekerja pada kendaraan tidak ikut terlibat. Dengan tidak adanya data yang lebih tepat, maka tekanan angin rencana dalam MPa dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (2.4)$$

Keterangan :

P_B = Tekanan angin dasar seperti yang ditentukan dalam tabel 2.9

Tabel 2.9 Tekanan angin dasar

Komponen Bangunan Atas	Angin Tekan (MPa)	Angin Hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

Sumber : SNI 1725:2016 :40

b. Tekanan angin vertikal

Termasuk parapet dan trotoar, konstruksi jembatan diharuskan dapat memikul beban garis memanjang jembatan yang merepresentasikan gaya angin vertikal ke atas sebesar $9,6 \times 10^{-4}$ MPa dikalikan lebar jembatan. Dapat dilihat gaya ini hanya untuk Keadaan Batas Kuat III dan Layan IV yang tidak melibatkan angin pada kendaraan, serta masalah pembebanan dimana arah angin dianggap bekerja tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan. Gaya memanjang tersebut bekerja secara bersamaan dengan beban angin horizontal dan memiliki titik tangkap di seperempat lebar jembatan.

c. Instabilitas aerolastik

Dalam perencanaan jembatan pengaruh dari gaya aerolastik harus diperhitungkan, termasuk komponen-komponen yang rentan terhadap beban angin. Kemudian, seluruh jembatan dengan rasio panjang bentang terhadap lebar jembatan lebih besar dari 30 dianggap sebagai jembatan yang rentan terhadap pengaruh aerolastik angin. Pada kasus ini, perencana juga harus meninjau kasus getaran kabel karena adanya induksi kabel dengan angin dan/atau hujan.

2.2.3.3 Pengaruh Gempa

Dalam pembebanan ini jembatan direncanakan sedemikian rupa sehingga memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh akan tetapi jembatan dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa.

Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastic (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R_d) dengan formulasi sebagai berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \quad (2.5)$$

Keterangan :

E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

R_d = faktor modifikasi respons

W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

a. Kelas situs tanah

Pengelompokan situs tanah ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada hubungan dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium (SNI 2833:2016).

Tabel 2.10 Kelas situs tanah

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar Air (w) $\geq 40\%$ 3. Kuatgeser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : • Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah • Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) • Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$) • Lapisan lempung lunak/ medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Catatan : N/A tidak dapat digunakan

Sumber : SNI 2833:2016 :15

Pada Tabel 2.10, \bar{V}_s merupakan nilai dari rata-rata yang berbobot cepat rambat gelombang geser, untuk simbol \bar{N} adalah hasil uji penetrasi standar, dan \bar{S}_u merupakan kuat geser tak terdrainase dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya. Untuk penyelidikan tanah harus dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{\bar{N}}\right)} \quad (2.6)$$

Keterangan :

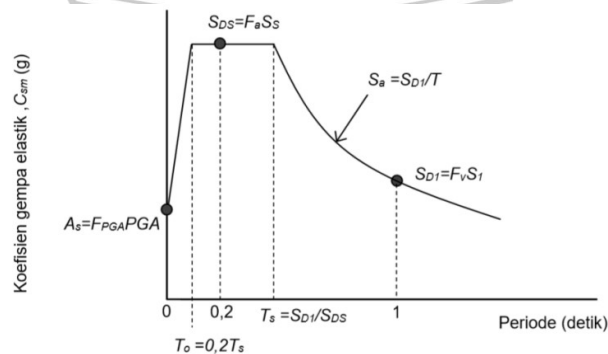
t_i = tebal lapisan tanah ke-i

N_i = Nilai hasil uji penetrasi standar lapisan tanah ke-i

$\sum_{i=1}^m t_i = 30 \text{ m}$

b. Respon spektra rencana

Respon spektra merupakan penggambaran suatu nilai, dimana respon maksimum sistem berderajat kebebasan tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Respon spektra dibuat dalam bentuk respon spektra yangtelah disederhanakan guna memenuhi kebutuhan praktis seperti yang terlihat pada gambar 2.10.



Gambar 2.10 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah

(Sumber : SNI 2833: 2016 :17)

Untuk menentukan respon spektra yang berada di permukaan tanah didasarkan pada tiga nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (PGA , S_S , dan S_I), serta nilai faktor amplifikasi F_{PGA} , F_a , F_v . Kemudian, Respon spektra dirumuskan sebagai berikut :

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \quad (2.7)$$

c. Koefisien gempa elastik

1. Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respon gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad (2.8)$$

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , maka respon spektra percepatan, C_{sm} adalah sama dengan S_{DS} .
3. Untuk periode lebih besar dari T_s , koefisien respon gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.9)$$

Keterangan :

S_{DS} = nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T = 0,2$ detik)

S_{D1} = nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik

T_0 = $0,2 T_s$

T_s = $\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

d. Klasifikasi operasional

Berikut ini merupakan klasifikasi jembatan berdasarkan SNI 2833:2016 :

- Jembatan sangat penting (*critical bridges*)

Maksud dari jembatan sangat penting, yaitu segera setelah jembatan mengalami gempa, jembatan tersebut harus dapat dilalui oleh semua jenis kendaraan (lalu lintas normal), bisa dilalui oleh kendaraan darurat dan juga kendaraan untuk kepentingan keamanan/pertahanan dengan periode ulang 1000 tahun.

- Jembatan penting (*essential bridges*)

Untuk jembatan penting harus dapat dilalui oleh kendaraan darurat dan untuk kepentingan keamanan atau pertahanan beberapa hari setelah mengalami gempa rencana dengan periode ulang 1000 tahun.

- Jembatan lainnya (*other bridges*)

Pada jembatan lainnya, jembatan masih bisa dilalui oleh kendaraan dengan lalu lintas yang terbatas setelah mengalami gempa rencana dengan periode ulang tahun 1000 tahun.

e. Faktor modifikasi respon

Untuk menentukan gaya gempa rencana yang terletak di bangunan bawah dan korelasi antara elemen struktur yaitu dilakukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respon (R) sesuai dengan tabel 2.11 dan 2.12. Sebagai alternatif penggunaan faktor R pada tabel 2.12 untuk hubungan struktur, sambungan monolit antara elemen struktur atau struktur, seperti hubungan kolom ke pondasi telapak dapat direncanakan untuk menerima gaya maksimum akibat plastifikasi kolom atau kolom majemuk yang berhubungan.

Tabel 2.11 Faktor modifikasi respon (R) untuk bangunan bawah

Bangunan Bawah	Kategori Kepentingan		
	Sangat Penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolombeton bertulang	1,5		
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan : Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar. (Sumber : SNI 2833:2016 :19)

Tabel 2.12 Faktor modifikasi respon (R) untuk hubungan antar elemen struktur

Hubungan Elemen Struktur	Semua Kategori Kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (diatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan pondasi	1,0

Sumber : SNI 2833:2016 :19

2.2.3.4 Gesekan pada perletakan (BF)

Gesekan pada perletakan termasuk pengaruh kekakuan geser dari perletakan elastometer. Gaya akibat gesekan pada perletakan dihitung menggunakan hanya beban tetap, dan nilai rata-rata dari koefisien gesekan (atau kekakuan geser apabila menggunakan perletakan elastometer).

Tabel 2.13 Faktor beban akibat gesekan pada perletakan

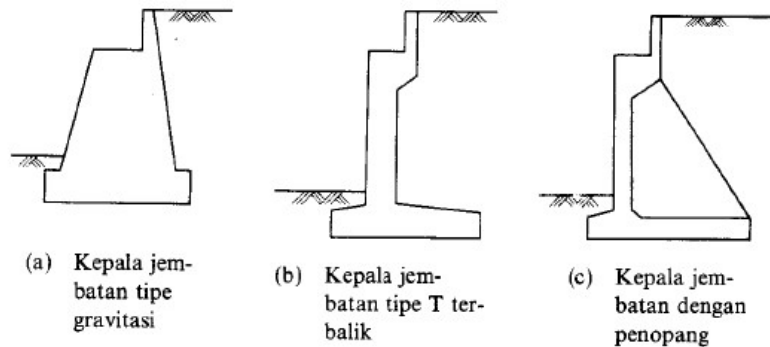
Jangka Waktu	Faktor Beban		
	γ_{BF}^S	γ_{BF}^U	
		Biasa	Terkurangi
Transien	1,0	1,3	0,8
Catatan : Gaya akibat gesekan pada perletakan terjadi selama adanya pergerakan pada bangunan atas, tetapi gaya sisa mungkin terjadi setelah pergerakan berhenti. Dalam hal ini gesekan pada perletakan harus memperhitungkan adanya pengaruh yang cukup besar.			

Sumber : SNI 2833:2016 :19

2.3 Kepala Jembatan (*Abutment*)

2.3.1 Bentuk *Abutment* (Kepala jembatan)

Abutment (kepala jembatan) adalah suatu konstruksi yang berfungsi sebagai perletakan balok jembatan (*beam*) dan plat injak, dan sebagai penahan tekanan tanah aktif. Selain itu, fungsi dari *abutment* adalah untuk menyalurkan beban hidup dan beban mati dari struktur atas serta tekanan tanah ke pondasi. *Abutment* atau kepala jembatan memiliki bentuk dan struktur yang berbagai macam jenisnya. Untuk menentukan jenis *abutment* atau kepala jembatan disesuaikan dengan kelas dan fungsi dari struktur atas jembatan. Bentuk struktur kepala jembatan umumnya diperlihatkan dalam gambar 2.11. Dan untuk hubungan antara macam serta tinggi kepala jembatan sebaiknya disesuaikan dengan gambar 2.12.



Gambar 2.11 Bentuk *Abutment* Dengan Penopang

(Sumber : *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa)

Apabila *abutment* semakin tinggi, maka semakin tinggi pula berat dari tanah timbunan dan tekanan tanah aktif. Sehingga seringkali dibuat bermacam-macam bentuk mereduksi pengaruh-pengaruh tersebut.

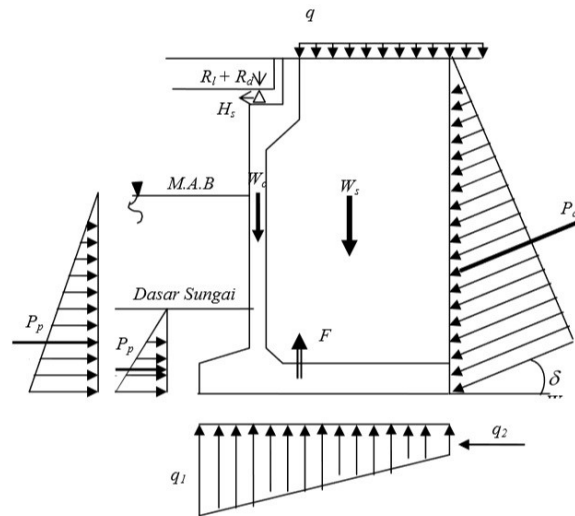
Macam kepala jembatan	Tinggi pemakaian (m)					
	0	5	10	15	20	25
Tipe dengan penopang			8 m			
Bentuk T terbalik			12 m			
Tipe semi gravitasi		7 m				
Tipe gravitasi						

Gambar 2.12 Tinggi Pemakaian Kepala Jembatan untuk berbagai bentuk

(Sumber : *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa)

2.3.2 Gaya Luar Yang Bekerja Pada *Abutment*

Menurut Sosrodarsono dan Nakazawa (1994) gaya luar yang bekerja pada *abutment* atau kepala jembatan umumnya terlihat pada gambar 2.13.



Gambar 2.13 Gaya Luar Yang bekerja Pada Abutment

(Sumber : Mekanika Tanah & Teknik Pondasi, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa)

Dimana :

R_l = Beban hidup akibat bangunan atas (t/m)

R_d = Beban mati akibat bangunan atas (t/m)

H_s = Gaya mendatar akibat geseran dari penahan gerak (t/m)

q = Beban pembebanan (1 t/m²)

P_a = Gaya tekanan tanah aktif (t/m)

P_p = Gaya tekanan tanah pasif (t/m)

W_s = Berat tanah (t/m)

F = Gaya angkat (t/m)

q_1, q_2 = Reaksi tanah (t/m²)

Perhitungan untuk merencanakan *abutment* atau kepala jembatan dibuat 1m. Kemudian, gaya luar yang bekerja dapat dinyatakan dalam ton/meter (t/m).

Menentukan gaya tekanan tanah aktif pada *abutment*:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.10)$$

$$P_{a1} = K_a \times q \times h \times b \quad (2.11)$$

$$P_{a2} = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times h^2 \times b \quad (2.12)$$

Menentukan gaya tekanan tanah pasif pada *abutment*:

$$K_p = \frac{1}{K_a} \quad (2.13)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times K_p \times \gamma \times h^2 \times b \quad (2.14)$$

Keterangan :

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

P_a = Tekanan tanah aktif (ton)

P_p = Tekanan tanah pasif (ton)

Φ = Sudut geser tanah ($^\circ$)

q = Beban terbagi rata (t/m^2)

γ = Berat volume tanah (t/m^3)

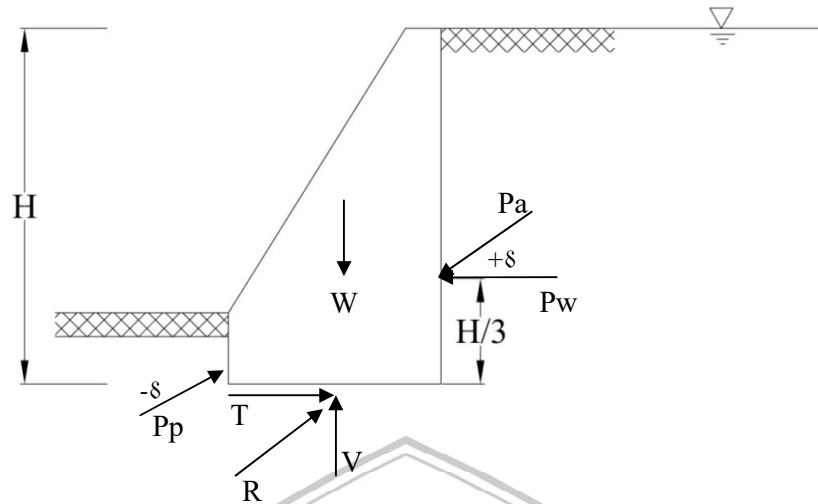
h = tinggi tekanan tanah (m)

b = Lebar dasar tanah (m)

2.3.3 Perancangan Struktural dan Bentuk Dinding Penahan

Menurut Hardiyatmo (2002) gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan meliputi :

1. Berat sendiri dinding penahan (W)
2. Gaya tekanan tanah aktif total tanah urug (P_a)
3. Gaya tekanan tanah pasif total di depan dinding (P_p)
4. Tekanan air pori di dalam tanah (P_w)
5. Reaksi tanah dasar (R)



Gambar 2.14 Gaya- Gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah

(Sumber : *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa)

Jumlah vektor gaya-gaya sama dengan nol apabila dinding pada keadaan seimbang. Kemudian, analisa stabilitas dinding penahan tanah ditinjau terhadap hal-hal sebagai berikut :

1. Harus tercukupinya faktor aman terhadap guling dan geser.
2. Pada tanah dasar pondasi tekanan yang terjadi tidak boleh melebihi kapasitas dukung tanah izin.
3. Terpenuhinya persyaratan untuk stabilitas lereng secara keseluruhan.

Untuk dimensi pada dinding penahan ditentukan dengan cara coba-coba. Beberapa percobaan hitungan tersebut akan menghasilkan bentuk yang dianggap paling cocok dan memenuhi syarat kestabilannya.

2.3.4 Tekanan Lateral Akibat Gempa

Untuk tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh pengaruh gempa, dapat dihitung dengan memakai pendekatan yang disebut dengan pseudostatis yang dikembangkan oleh Mononobe dan Okabe. Kemudian, rumus yang digunakan

pada gaya tekan tanah yang diakibatkan oleh pengaruh gempa (E_{AE}) yaitu sebagai berikut :

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H_t^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad (2.15)$$

Dengan nilai koefisien tekanan aktif seismic (K_{AE}) adalah :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \times \cos^2 \beta \times \cos (\delta + \theta + \beta)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin (\delta + \phi) \times \sin (\phi - \theta - i)}{\cos (\delta + \theta + \beta) \times \cos (i - \beta)}} \right)^{-2} \quad (2.16)$$

Dimana :

- ϕ = sudut geser internal tanah ($^{\circ}$)
- K_h = koefisien percepatan horizontal, dimana $K_h = 0,5 \times A_s$
- K_v = koefisien percepatan vertikal (umumnya diambil 0)
- δ = sudut geser antara tanah dengan *abutment* sebesar ($^{\circ}$)
- β = kemiringan dinding *abutment* terhadap bidang vertikal ($^{\circ}$)
- i = sudut kemiringan timbunan sebesar ($^{\circ}$)
- θ = $\arctan \frac{K_h}{1 - K_v}$ ($^{\circ}$)
- γ = Berat jenis tanah (t/m^3)

2.3.5 Kontrol Stabilitas *Abutment*

- Stabilitas guling

$$F_{gl} = \frac{MT}{MG} \quad (2.17)$$

Faktor keamanan :

$$F_{gl} \geq 1,5 \text{ (kondisi normal)}$$

$$F_{gl} \geq 1,2 \text{ (kondisi gempa)}$$

- Stabilitas geser

$$F_{gs} = \frac{f \times \Sigma V + C \cdot A}{\Sigma H} \quad (2.18)$$

Faktor keamanan :

$$F_{gs} \geq 1,5 \text{ (kondisi normal)}$$

$$F_{gs} \geq 1,2 \text{ (kondisi gempa)}$$

- Stabilitas terhadap eksentrisitas

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Mx - \Sigma My}{\Sigma V} < \frac{B}{6} \quad (2.19)$$

- Stabilitas daya dukung tanah

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma V}{B \times L} - \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right) \quad (2.20)$$

$$Q_{\max} \leq Q_{ijin} \text{ (OK)}$$

$$Q_{\min} \leq Q_{ijin} \text{ (OK)}$$

Dimana :

MT = Momen tahanan (t/m)

MG = Momen guling (t/m)

f = $\tan \phi$ = Koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar pondasi

ΣV = Gaya vertikal (ton)

- $\sum H$ = Gaya horizontal (ton)
 Q_{un} = Daya dukung ultimate tanah pondasi
 Q_n = Faktor keamanan, dan harga $Q_n = 3$. Dipakai untuk beban menerus
 $\sum M_x$ = Momen arah x (t/m)
 $\sum M_y$ = Momen arah y (t/m)
 B = Lebar dasar *abutment* (m)
 L = Panjang dasar *abutment* (m)
 e = eksentrisitas (m)

Berdasarkan rumus dari Terzaghi pada daya dukung tanah dasar pondasi, untuk pondasi memanjang dinyatakan oleh persamaan :

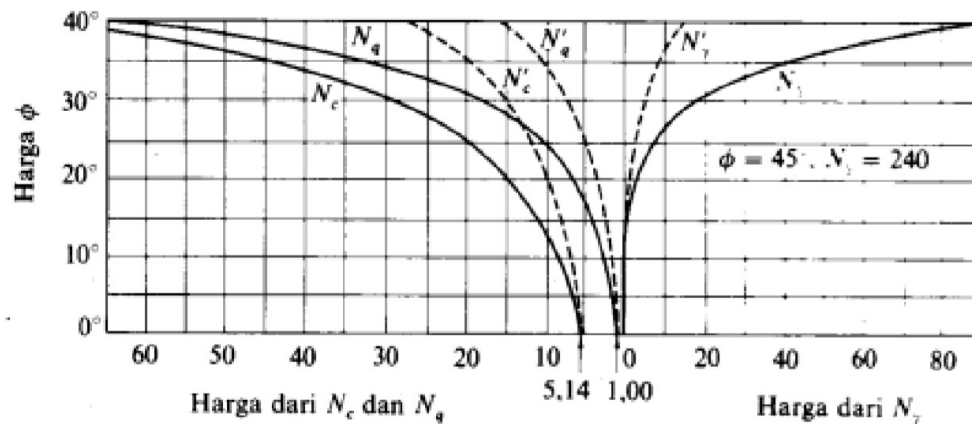
$$Q_{ult} = C \times N_c \times \left(1 + 0,3 \frac{B}{L}\right) + P_o \times (N_q - 1) + 0,5 \times \gamma' \times B \times N_\gamma \times \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right)$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (2.21)$$

Dimana :

- c = Kohesi tanah
 D_f = Kedalaman pondasi
 γ = Berat volume tanah
 B = Lebar pondasi
 N_c, N_q, N_γ = Koefisien kapasitas daya dukung Terzaghi
 Q_{ult} = Daya dukung ultimate tanah pondasi
 SF = Faktor keamanan, dan harga $SF = 3$. Dipakai untuk beban menerus

Nilai-nilai dari N_c, N_q, N_γ dalam bentuk grafik yang diberikan Terzaghi dapat dilihat pada gambar 2.15.



Gambar 2.15 Koefisien kapasitas daya dukung

(Sumber : Mekanika Tanah & Teknik Pondasi, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa)

Selain melalui grafik, nilai-nilai dari N_c , N_q , N_γ dapat dilihat pada tabel 2.16 sebagai berikut dengan sudut geser tertentu :

ϕ	Keruntuhan geser umum			Keruntuhan geser lokal		
	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Gambar 2.16 Koefisien kapasitas daya dukung Terzaghi

(Sumber : Mekanika Tanah & Teknik Pondasi, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa)

Nilai-nilai porosita, angka pori dan berat volume pada keadaan asli di alam dan berbagai jenis tanah yang disarankan oleh Terzaghi (1947) ditunjukkan dalam Tabel 2.14.

Tabel 2.14 Nilai-nilai tipikal n , e , w , γ_d dan γ_b untuk tanah asli

Macam tanah	n (%)	e	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_b (kN/m ³)
Pasir seragam, tidak padat	46	0,85	32	14,3	18,9
Pasir seragam, padat	34	0,51	19	17,5	20,9
Pasir berbutir campuran, tidak padat	40	0,67	25	15,9	19,9
Pasir berbutir campuran, padat	30	0,43	16	18,6	21,6
Lempung lunak sedikit organik	66	1,90	70	-	15,8
Lempung lunak sangat organik	75	3,00	110	-	14,3

Sumber : *Mekanika Tanah 1, Hary Christady Hardiyatmo*

2.4 Pondasi

Menurut Hardiyatmo (1996) pondasi adalah bagian terendah dari bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau batuan yang ada di bawahnya.

Secara umum, pondasi dapat diklasifikasikan menjadi 2 (dua) kelompok sebagai berikut:

1. Pondasi Dangkal (*Shallow Foundation*)

Menurut Hardiyatmo (1996) pondasi dangkal merupakan pondasi yang mendukung secara langsung bebannya. Berikut ini merupakan yang termasuk pondasi dangkal:

- Pondasi memanjang (*strip foundation*)
- Pondasi telapak (*spread footing*)
- Pondasi rakit (*raft foundation*)

2. Pondasi Dalam (*Deep Foundation*)

Menurut Hardiyatmo (1996), pondasi dalam merupakan pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang terletak relatif jauh dari permukaan. Berikut ini merupakan yang termasuk pondasi dangkal:

- Pondasi sumuran atau kaison (*pier foundation/caisson*)
- Pondasi tiang (*pile footing*)

Pondasi sumuran atau kaison (*pier foundation/caisson*) merupakan konstruksi peralihan antara pondasi dangkal dan tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam.

2.4.1 Daya Dukung Vertikal yang Diizinkan

Menurut Sosrodarsono & Nakazawa (2000), daya dukung tiang yang ada pada tanah pondasi diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat tiang. Selain itu, daya dukung tiang dapat juga diperoleh dari tahanan geser yang berada pada dinding tiang yang seperti terlihat pada gambar 2.17.

Berikut ini merupakan persamaan dari besarnya daya dukung yang diizinkan (R_a) :

$$Q_u = Q_u + Q_s \quad (2.22)$$

$$Q_u = (q_d \times A_b) + (\sum l_i \times f_i \times U) \quad (2.23)$$

Dimana :

Q_u = Daya dukung satu tiang pondasi (ton)

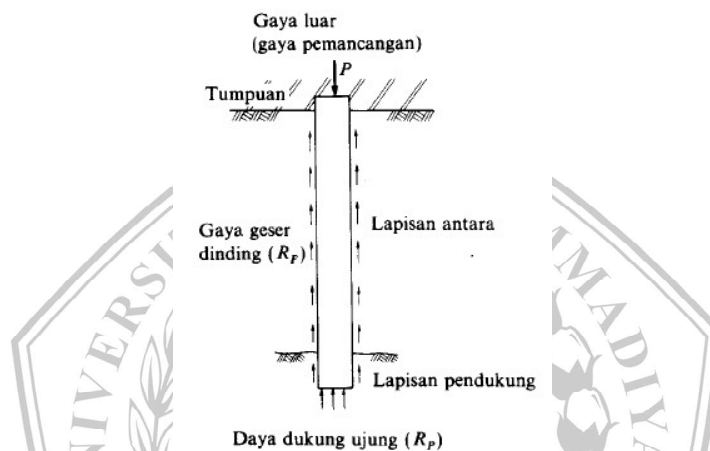
Q_b = Daya dukung ujung tiang pondasi (ton)

Q_s = Gaya gesek tiang pondasi (ton)

q_d = Daya dukung terpusat tiang (ton)

A_b = luas ujung tiang (m^2)

- U = Panjang keliling tiang (m)
 l_i = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang
 f_i = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2)



Gambar 2.17 Mekanisme daya dukung tiang

(Sumber : Mekanika Tanah & Teknik Pondasi, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa)

Perkiraan satuan (*unit*) daya dukung terpusat q_d diperoleh dari hubungan antar aL/D pada gambar 2.18 dan q_d/N . L adalah panjang ekivalen penetrasi pada lapisan dukung dan diperoleh dari gambar 2.19 D adalah diameter tiang, N adalah harga rata-rata N pada ujung tiang, yang didasarkan pada persamaan berikut ini:

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2} \quad (2.24)$$

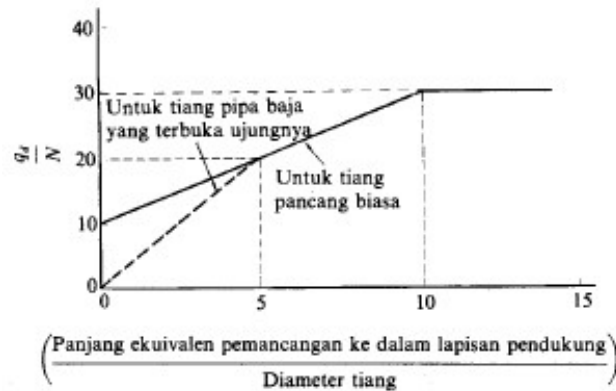
Keterangan:

$N_{\text{rata-rata}}$ = Harga N rata-rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang

N_1 = Harga N ujung tiang

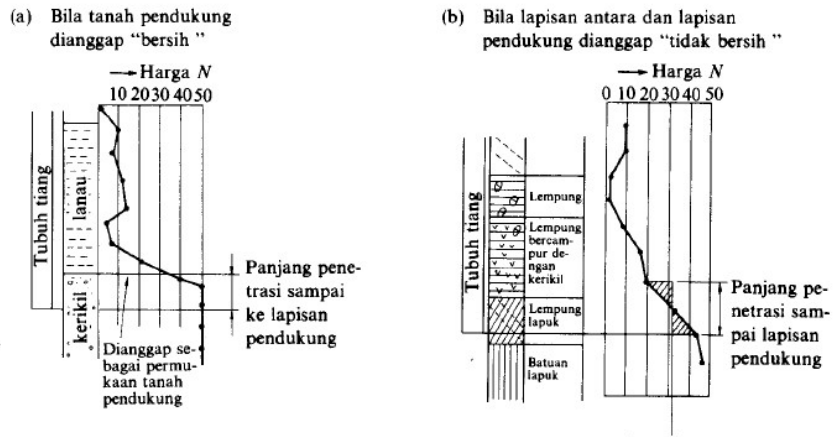
$N_{2\text{rata-rata}}$ = Harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang

Untuk tiang yang dicor di tempat (*cast in place*), q_d diambil dari gambar 2.18



Gambar 2.18 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang

(Sumber : Mekanika Tanah & Teknik Pondasi, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa)



- (1) Harga N rencana dari tanah pondasi pada ujung tiang diperoleh dengan :

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (\bar{N} \leq 40)$$

N_1 : Harga N pada ujung tiang

\bar{N}_2 : Harga rata-rata pada jarak $4D$ dari ujung tiang

- (2) Jarak dari titik di mana sebagian daerahnya sesuai dengan diagram distribusi harga N dari tanah pondasi dan garis N (bagian yang diarsir pada gambar) adalah sama untuk ujung tiang dan dianggap sebagai panjang penetrasi

(Catatan) Harga N rencana diperoleh dengan cara yang sama seperti (b)

(Keterangan) Dalam menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung, tidak hanya distribusi harga N , tetapi tekstur tanah pada log bor juga harus benar-benar dipelajari untuk memilih antara diagram (a) dan (b) di atas

Gambar 2.19 Cara menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung

(Sumber : Mekanika Tanah & Teknik Pondasi, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa)

Tabel 2.15 Perkiraan q_d untuk tiang yang di cor di tempat

			Satuan (t/m^2)
Intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang (q_d)	Lapisan kerikil ¹⁾	$N \geq 50$	750
		$50 > N \geq 40$	525
		$40 > N \geq 30$	300
	Lapisan berpasir ¹⁾	$N \geq 50$	300
	Lapisan lempung keras	$3q_u$ ²⁾	
Catatan: 1) Perbedaan antara lapisan kerikil dan lapisan berpasir dapat dipertimbangkan berdasarkan hasil penyelidikan pada sejumlah kecil tanah tersebut. Lapisan berpasir yang bercampur dengan kerikil dianggap sama dengan lapisan berpasir tanpa kerikil. Harga N diperoleh dari penyelidikan. 2) Pada lapisan lempung keras, intensitas daya dukung ditetapkan berkenaan dengan “kriteriapereencanaan pondasi kaisan q_u adalah kekuatan geser unconfined (t/m^2)			

Sumber: *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa

Tabel 2.16 Intensitas gaya geser dinding tiang

Satuan (t/m^2)		
Jenis pondasi	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Jenis tanah pondasi		
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 10)$
Tanah kohesif	c atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Sumber: *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa

Tabel 2.15 dengan mengabaikan perbandingan dalamnya (*deph ratio*) lapisan tanah pendukung dan memperhitungkan kemungkinan untuk dilaksanakannya (*consideration of workability*).

Sesuai dengan macam tiang dan sifat tanah pondasi, untuk memperkirakan besar dari gaya geser maksimum dinding f_i dapat dilihat pada tabel 2.16. c yang terdapat pada tabel 2.16 merupakan kohesi tanah pondasi yang berada di sekitar tiang dan dianggap sebesar 0,5 kali q_u (kekuatan geser *unconfined compression strength*).



Untuk daya dukung ultimit satu pondasi sumuran dan faktor keamanan dirumuskan sebagai berikut :

$$q_u = \frac{Qb}{FK_{ujung}} + \frac{Qb}{FK_{selimut}} \quad (2.26)$$

Efisiensi Kelompok Tiang ($Q_u > P_u$)

Daya Dukung Horizontal (Mmax > My)

2.4.2 Daya Dukung Ijin Horizontal

Untuk analisis gaya horizontal, tiang butuh dibedakan menurut model ikatannya dengan dengan penutup tiang (pile cap). Oleh karena itu, tiang dapat dibedakan menjadi 2, yaitu :

1. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*)
2. Tiang ujung bebas (*free end pile*)

Tiang ujung jepit didefinisikan oleh McNulty sebagai tiang yang pada ujung atasnya terjepit atau tertanam pada pile cap paling sedikit sedalam 60 cm. Dengan demikian untuk tiang yang bagian atasnya tidak terjepit kurang dari 60 cm termasuk tiang ujung bebas (*free end pile*).

- a. Daya dukung horizontal untuk tiang pendek

$$H_u = 9 \times C_u \times D \left(L_p - \frac{3D}{2} \right) \quad (2.27)$$

$$M_{\max} = H_u \times \left(\frac{L_p}{2} + \frac{3D}{2} \right) \quad (2.28)$$

- b. Daya dukung horizontal untuk tiang sedang

$$M_y = \left(\frac{9}{4} \right) \times C_u \times D g^2 - 9 \times C_u \times D_f \times \left(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2} \right) \quad (2.29)$$

Dengan H_u diambil sebagai berikut :

$$L_p = \frac{3D}{2} + f + g \quad (2.30)$$

- c. Daya dukung horizontal untuk tiang panjang

Apabila $M_{\max} > M_y$ maka, tiang termasuk tiang panjang dimana H_u dinyatakan oleh persamaan sebagai berikut :

$$H_u = \frac{2 M_y}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}} \quad (2.31)$$

Nilai f dinyatakan dari persamaan

$$f = \frac{H_u}{9 \times C_u \times D} \quad (2.32)$$

Untuk mencari hubungan antara nilai penetrasi standar atau N-SPT dengan *undrained shear strenght* (C_u) berdasarkan pendekatan *Stroud* (1974) adalah sebagai berikut :

$$C_u = k \times N \quad (2.33)$$

Keterangan :

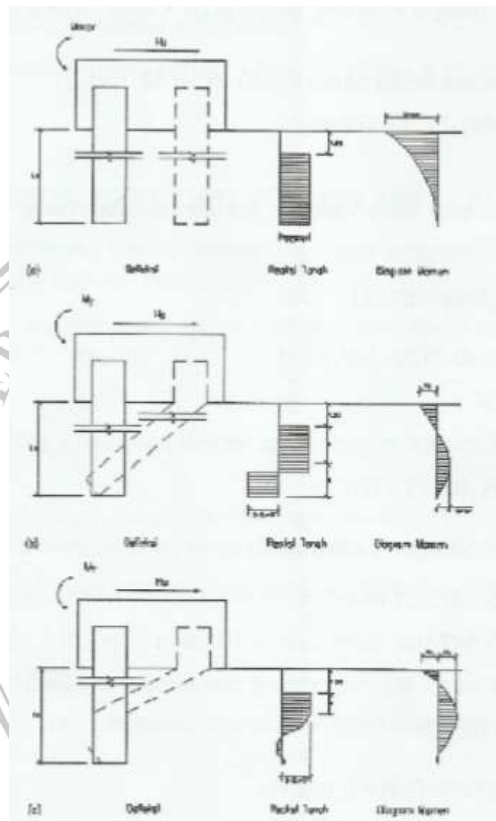
C_u = *Undrained Strength* (kN/m^2)

D = Diameter tiang (m)

L_p = Panjang tiang yang tertanam

K = nilai rata – rata konstanta, yaitu $3,5 - 6,5$ (kN/m^2)

N = Nilai SPT



Gambar 2.21 Tiang ujung jepit dalam tanah kohesif (Broms, 1964) (a) Tiang pendek (b) Tiang sedang (c) Tiang panjang

(Sumber: *Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugrah Pamungkas dan Erny Harianti*)

2.4.3 Efisiensi Sumuran

Menurut Converse – Labarre, persamaan dari efisiensi sumuran adalah sebagai berikut:

$$Eff = 1 - \text{arc tg} \frac{D}{s} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \right] \quad (2.34)$$

Keterangan :

Eff = efisiensi kelompok tiang

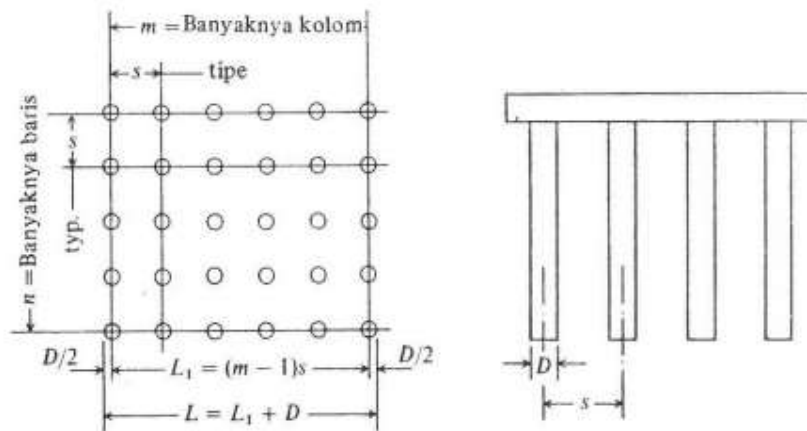
m = jumlah baris tiang

n' = jumlah tiang dalam satu baris

θ = arc tg d/s, dalam derajat

s = jarak pusat ke pusat tiang

d = diameter tiang



Gambar 2.22 Efisiensi Sumuran Kelompok

(Sumber: Mekanika Tanah & Teknik Pondasi, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa)

Jarak antar tiang disyaratkan menurut perumusan dari *Uniform Building Code* dari AASHTO adalah sebagai berikut :

$$S \leq \frac{1,57 \times d \times m \times n}{m+n-2} \quad (2.35)$$

Dimana : s = Jarak antar tiang (as-as) (m)

d = Diameter tiang (m)

m = Banyaknya baris

n = Banyaknya tiang pancang perbaris

Kapasitas kelompok tiang ijin menggunakan persamaan :

$$Q_a = N \times \text{Eff} \times Q_u \quad (2.36)$$

Keterangan :

Eff = efisiensi kelompok tiang

Q_u = daya dukung ultimit satu sumuran

N = jumlah tiang dalam kelompok

2.4.4 Beban Maksimum Tiang Pada Kelompok Sumuran

Pendistribusian oleh gaya luar yang bekerja pada kepala tiang (kolom) terhadap *pile cap* dan kelompok tiang pondasi berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa *pile cap* kaku sempurna (pelat pondasi cukup tebal), sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan *pile cap* melengkung atau *deformasi*.

Maka rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{n_y \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{n_x \cdot \Sigma y^2} < Q_u \text{ ijin} \quad (2.37)$$

Keterangan :

P = beban maksimum yang diterima oleh pondasi sumuran

ΣV = jumlah total beban normal

M_x = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu X

M_y = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu Y

x = absis terhadap titik berat kelompok tiang

y = ordinat terhadap titik berat kelompok tiang
 n_y = banyaknya tiang dalam satu baris arah sumbu Y
 n_x = banyaknya tiang dalam satu baris arah sumbu X
 Σx^2 = jumlah kuadrat absis – absis pondasi sumuran
 Σy^2 = jumlah kuadrat ordinat – ordinat pondasi sumuran

2.4.5 Penurunan

Apabila lapisan tanah dibebani, maka tanah akan mengalami regangan atau penurunan (*settlement*). Penurunan akibat beban merupakan jumlah dari penurunan konsolidasi (S_c) dan segera (S_i). Penurunan konsolidasi (S_c) merupakan penurunan yang terjadi pada tanah berbutir halus dan terletak di bawah muka air tanah. Pada penurunan konsolidasi ini membutuhkan waktu yang lamanya tergantung pada kondisi lapisan tanah. Selanjutnya, penurunan segera merupakan suatu penurunan yang terjadi pada tanah berbutir kasar dan halus kering atau tidak jenuh terjadi dengan segera sesudah beban kerja.

$$S_t = S_i + S_c \quad (2.38)$$

Keterangan :

S_t = penurunan total
 S_i = *immediate settlement*
 S_c = *consolidation settlement*

2.4.5.1 Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Penurunan konsolidasi (S_c) merupakan penurunan yang terletak di bawah muka air tanah dan terjadi pada tanah yang berbutir halus. Waktu yang dibutuhkan pada penurunan konsolidasi ini tergantung pada kondisi dari lapisan tanahnya. (Leonard, 1962).

Berikut ini merupakan persamaan dari penurunan konsolidasi :

$$S_c = \frac{H}{1+e} \cdot C_c \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \quad (2.39)$$

Keterangan :

S_c = penurunan konsolidasi (m)

H = tebal lapisan tanah (m)

C_c = indeks pemampatan

e = angka pori tanah

P_0 = tekanan overburden efektif awal, yaitu tegangan efektif sebelum beban bekerja (kN/m^2)

Δp = tambahan tegangan akibat beban pondasi (kN/m^2)

Indeks pemampatan atau indeks kompresi (C_c) dari penelitian, untuk tanah *normally consolidated*, Terzaghi dan Peck (1967) menghasilkan nilai C_c secara pendekatan:

$$C_c = 0,009 (LL-10) \quad (2.40)$$

Dimana :

C_c = Indeks pemampatan (*Compression Index*)

LL = Batas Cair

2.4.5.2 Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Penurunan yang merupakan hasil dari distorsi massa tanah yang tertekan dan berlangsung pada volume konstan merupakan maksud dari penurunan segera. Menurut Olerrum, Kjaernsti, dan janbu (1956), hal tersebut dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{q B}{E} \quad (2.41)$$

Keterangan :

S_i = penurunan segera (m)

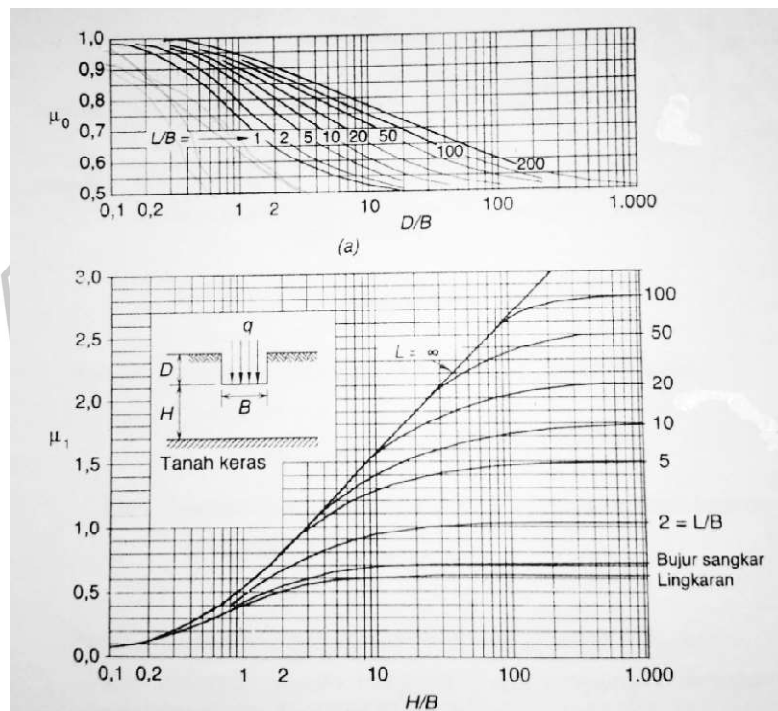
μ_1 = faktor koreksi untuk lapisan tanah tebal terbatas H

μ_0 = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f (Gambar 2.23)

B = lebar kelompok tiang (m)

Q = tekanan pondasi neto (pondasi di permukaan $q=q_n$)

E = modulus elastisitas tanah (kN/m^2)



Gambar 2.23 Grafik untuk menentukan μ_1 dan μ_0

(Sumber: Mekanika Tanah 2, Hary Christady Hardiyatmo)

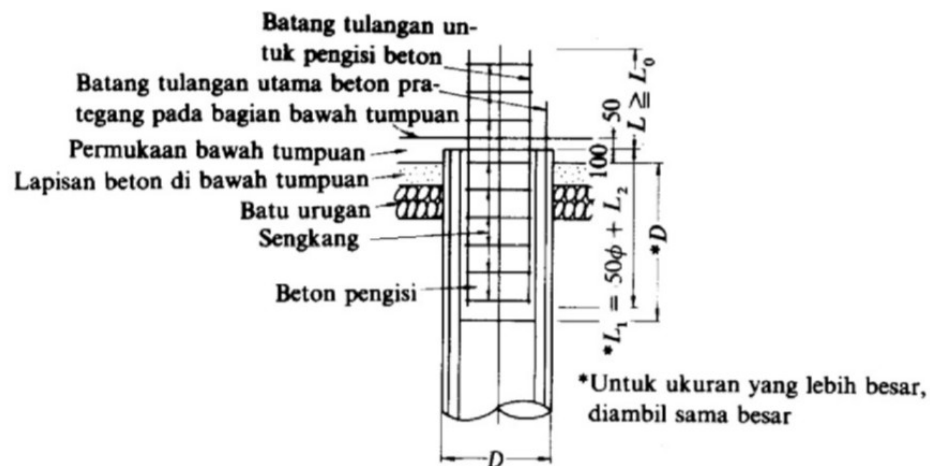
Jenis Tanah	E_s (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300 - 3000
Lunak	2000 - 4000
Sedang	4500 - 9000
Keras	7000 - 20000
Berpasir	30000 - 42500
Pasir	
Berlanau	5000 - 20000
Tidak padat	10000 - 25000
Padat	50000 - 100000
Pasir dan kerikil	
Padat	80000 - 200000
Tidak padat	50000 - 140000
Lanau	2000 - 20000
Loess	15000 - 60000
Serpih	140000 - 1400000

Gambar 2.24 Modulus Elastisitas Tanah (E_s)

(Sumber: *Mekanika Tanah 2*, Hary Christady Hardiyatmo)

2.4.6 Perencanaan Sambungan Pondasi Sumuran dengan Pile Cap

Sambungan antara pondasi sumuran dengan pile cap direncanakan pada bagian yang terbenam cukup kecil, dengan memanfaatkan tulangan beton, tiang masih dapat menahan momen pada kepala tiang. Perencanaan sambungan pondasi sumuran dengan pile cap ditunjukkan pada gambar dibawah ini



Gambar 2.25 Sambungan tiang dengan pile cap

(Sumber: *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa)

2.4.7 Perencanaan Beton Pengisi

Beton pengisi adalah bagian yang mengalami penambahan direncanakan dengan dianggap sebagai penampang beton bertulang. Dalam hal ini tiang pancang beton prategang diabaikan. Perencanaan untuk penggunaan tulangan mengikuti peraturan SKSNI T15-1991-03.

- a. Menentukan luas tulangan longitudinal (A_{st}). Menurut SNI 2847-2013, luas longitudinal struktur komponen tekan tidak boleh kurang dari 0,01 A_g atau lebih dari 0,08 A_g .

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (2.42)$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \times \pi \times D_{st}^2 \times n \quad (2.43)$$

- b. Selanjutnya untuk penampang lingkaran diekivalenkan menjadi penampang segi empat untuk menentukan eksentrisitas dalam keadaan *balance*.

- 1) Tebal ekivalen penampang segi empat

$$h_{eq} = 0,8 \times d \quad (2.44)$$

- 2) Lebar ekivalen penampang segi empat

$$b_{eq} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times (d^2)}{0,8 \times d} \quad (2.45)$$

- 3) Luas tulangan total A_{st} didistribusikan pada dua lapis

$$A_s = A_{s'} = \frac{1}{2} \times A_{st} \quad (2.46)$$

- 4) Jarak antar lapis tulangan

$$D_{s\ eq} = \frac{2}{3} \times D_s \quad (2.47)$$

- c. Cek apakah eksentrisitas rencana yang diberikan e lebih besar atau lebih kecil daripada eksentrisitas *balance*.

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d_{eq} \quad (2.48)$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b \quad (2.49)$$

Tegangan leleh baja tulangan

$$F_s' = E_s \times \epsilon_s' \quad (2.50)$$

Gaya aksial tekan dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times a_b \times B_{eq}) + (A_s' \times F_s' - A_s \times f_y) \quad (2.51)$$

Momen dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$M_{ub} = 0,85 f_c' a_b b_{eq} \left(\frac{1}{2} h_{eq} - \frac{1}{2} a_b \right) + A_s' f_s' \left(\frac{1}{2} h_{eq} - \frac{h_{eq} - d_{seq}}{2} \right) + A_s f_y \left(d_{eq} - \frac{1}{2} h_{eq} \right)$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (2.52)$$

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \quad (2.53)$$

Jika $e_b < e$, maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik.

Jika $e_b > e$, maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tekan

- d. Cek apakah kuat teka rencana penampang (ϕP_n) lebih besar dari kuat tekan rencana yang bekerja (P_u) (faktor reduksi kekuatan $\phi = 0,70$).

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \quad (2.54)$$

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} \quad (2.55)$$

$$P_n = 0,85 \times f_c' \times h^2 \times \left(\sqrt{\left(\frac{0,85 e}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{\rho_g \times m \times D_s}{2,5 \times h}} - \left(\frac{0,85 e}{h} - 0,38 \right) \right)$$

Syarat $\phi P_n \geq P_u$ (OK)

- e. Kontrol tulangan geser

Gaya geser yang mampu dipikul oleh beton

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \quad (2.56)$$

Kekuatan geser nominal yang dihitung

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.57)$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s) \quad (2.58)$$

Apabila beton tidak dapat memikul gaya geser sendiri, maka direncanakan tulangan geser dengan menghitung kekuatan geser nominal yang dibutuhkan untuk tulangan geser.

$$V_{s\text{perlu}} = \frac{V_u - \phi v_c}{\phi} \quad (2.59)$$

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (2.60)$$

Jarak sengkang maksimum tulangan geser

$$S_{\max} = \frac{d}{2} \quad (2.61)$$

Kekuatan geser nominal yang disediakan oleh tulangan geser

$$V_{s\text{ada}} = \frac{A_s \times v_f \times y_d}{S} \quad (2.62)$$

Syarat $V_{s\text{ada}} > V_{s\text{perlu}}$ (OK)

2.5 Penulangan Abutment

Perhitungan pada penulangan *abutment* sama dengan penulangan balok dan pelat. Untuk batas – batas penulangan lentur pada *abutment* menggunakan rumus yang sama pada penulangan struktur sebagai berikut :

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad (2.63)$$

a. Rasio penulangan dapat diperoleh dengan persamaan :

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} \quad (2.64)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} \quad (2.65)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right] \quad (2.66)$$

$$\rho_b = 0,85 \times \beta_1 \frac{f_{c'}}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f} \right) \quad (2.67)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \quad (2.68)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.69)$$

pemeriksaan terhadap rasio tulangan $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

b. Perhitungan luas tulangan yang digunakan

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d_{rencana} \quad (2.70)$$

c. Kontrol momen kapasitas terhadap momen ultimit

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_{c'} \times b} \quad (2.71)$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.72)$$

Syarat $\phi M_n \geq M_u$ (OK)

d. Kontrol tulangan geser

Gaya geser yang mampu dipikul oleh beton.

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d \quad (2.73)$$

Kekuatan geser nominal yang dihitung

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

Apabila beton tidak dapat memikul gaya geser sendiri, maka direncanakan tulangan geser dengan menghitung kekuatan geser nominal yang dibutuhkan untuk tulangan geser.

$$V_{Sperlu} = \frac{Vu - \phi vc}{\phi} \quad (2.73)$$

Luas tulangan geser

$$A_{sv} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (2.74)$$

Jarak sengkang maksimum tulangan geser

$$S_{max} = \frac{d}{2} \quad (2.75)$$

Kekuatan geser nominal yang disediakan oleh tulangan geser

$$V_{sada} = \frac{A_s \times v_f \times y_d}{s} \quad (2.76)$$

Syarat $V_{sada} > V_{Sperlu}$ (OK)

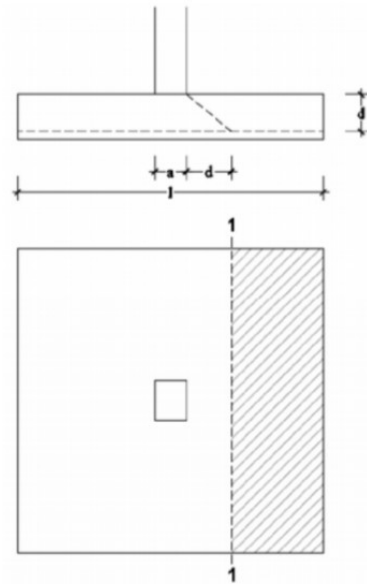
2.6 Tinjauan Pile Cap Terhadap Geser

2.6.1 Kontrol Geser Satu Arah (*One-Way Shear*)

Penampang kritis terhadap geser pada pelat pondasi berada sejarak d dari muka reaksi terpusat dan terletak pada bidang yang melintang pada seluruh lebar pelat seperti terlihat pada Gambar 2.26. Apabila hanya geser dan lentur yang bekerja, maka kekuatan yang disumbangkan beton adalah sebagai berikut :

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (2.77)$$

Gaya geser nominal penampang sejarak d dari muka kolom harus lebih kecil atau sama dengan kekuatan geser beton.



Gambar 2.26 Geser satu arah (*One-Way Shear*)

(Sumber: *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*, Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa)